

Experimental Study on Seismic Performance of Engineered Cementitious Composites (ECC) Square Columns

Mohsen dayyani¹, Alireza Mortezaei^{*2}, Mohammad S. Rohanimanesh³, Jafar Asgari Marnani³

1- Ph.DCandidate, Central Tehran, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2-Associate Professor, Civil Engineering Department, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

3-Assisstant Professor, Civil Engineering Department, Central Tehran Branch, Islamic Azad University Tehran, Iran

ABSTRACT

As a new generation of high-strength cementitious composites reinforced with polyvinyl alcohol (PVA) fibers, Engineered Cementitious Composites (ECCs) have been introduced in recent years to the construction industry. The characteristics of these composites include high tensile strength and multiple and micro cracks. Given the importance of reinforced concrete columns as the most sensitive and critical bearing members, the present study experimentally investigated 12 full-scale ECC-based square columns under cyclic loads. The column specimens with different aspect ratios and PVA fiber percentages underwent lateral loading. A review of literature suggests the maximum percentage of PVA fibers used in the manufacture of ECC was 0.2%. The present experimental study investigated the effect of 0% to 1.5% of the fiber on the constructed specimens. The effects of the study parameters on the displacement, energy absorption and dissipation, failure modes, crack distribution, bearing capacity, ductility and length of the yielding region were evaluated. The obtained results showed that, compared to using conventional concrete, using ECC changes the failure modes and deformational specifications and increase the bearing capacity, ductility and length of the yielding region. Increasing the aspect ratio and fiber percentage caused the plastic hinge zone of ECC specimens to reach twice that of the conventional concrete specimen with the same geometry and reinforcing bars ratio. Displacement ductility coefficient and rotational ductility coefficient increased by 100% and 40% respectively in ECC column compare to conventional column.

ARTICLE INFO

Receive Date: 24 January 2022

Revise Date: 21 May 2022

Accept Date: 13 July 2022

Keywords:

ECC

Square column

Seismic performance

Aspect ratio

Yielding region

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326102.2704>

*Corresponding author: Alireza Mortezaei

Email address: a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

مطالعه آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های مربعی کامپوزیتی سیمانی

محسن دیانی^۱، علیرضا مرتضایی^{۲*}، محمدصادق روحانی‌منش^۳، جعفر عسگری‌مارنانی^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه عمران و منابع زمین، واحد تهران مرکزی دانشگاه آزاد اسلامی تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۳- استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی تهران مرکزی، تهران، ایران

چکیده

در سال‌های اخیر، نسل جدیدی از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی مقاومت بالا، تحت عنوان «کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی» (ECC) در صنعت ساختمان معرفی شده‌است. این کامپوزیت‌ها با الیاف‌های پلی‌وینیل الکل (PVA) مسلح شده و دارای خصوصیت‌های چون مقاومت کششی بالا، ترک‌خوردگی چندگانه و عرض کم ترک است. با توجه به اهمیت ستون‌های بتن‌آرمه به عنوان حساس‌ترین و بحرانی‌ترین اعضای باربر، در این مطالعه، ۱۲ ستون مربعی شکل از کامپوزیت‌های پایه سیمانی مهندسی در مقیاس واقعی، تحت بارگذاری چرخه‌ای به طور آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته‌است. در این تحقیق، نمونه‌ها با نسبت ابعادی و درصد الیاف PVA متفاوت، تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته‌اند. در تحقیقات پیشین، حداکثر میزان استفاده از الیاف PVA در ساخت ECC، حداکثر دو درصد بوده؛ اما در این تحقیق آزمایشگاهی، میزان الیاف به کار رفته در نمونه‌های ساخته‌شده، بین ۰ تا ۱/۵ درصد است. تأثیر پارامترهای مورد بررسی بر روی تغییر مکان، نحوه جذب و استهلاک انرژی، مدهای شکست، توزیع ترک، ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و طول ناحیه تسلیم بررسی و ارزیابی شد. نتایج نشان داد که استفاده از ECC در مقایسه با بتن معمولی، موجب تغییر مدهای شکست و مشخصات تغییرشکلی و همچنین افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و طول تسلیم شده و با افزایش نسبت ابعادی و درصد الیاف ناحیه پلاستیک، این ویژگی‌ها افزایش یافته‌است. به نحوی که این میزان در مقطع کامپوزیتی، دو برابر نمونه معمولی مشابه (بدون الیاف) است. ضریب شکل‌پذیری جابجایی و ضریب شکل‌پذیری دورانی در ستون ECC نیز به ترتیب ۱۰۰٪ و ۴۰٪ نسبت به ستون معمولی افزایش یافت.

کلمات کلیدی: مصالح سیمانی کامپوزیتی، ECC و ستون مربعی، عملکرد لرزه‌ای، اثر ابعادی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326102.2704	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.326102.2704	۱۴۰۱/۰۴/۳۱	۱۴۰۱/۰۴/۲۲	۱۴۰۱/۰۴/۲۲	۱۴۰۱/۰۲/۳۱	۱۴۰۰/۱۱/۰۴
				*نویسنده مسئول:		علیرضا مرتضایی
				پست الکترونیکی:		a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

۱- مقدمه

ستون‌ها یکی از المان‌های اصلی در حفظ و پایداری سازه هستند که آسیب آن‌ها می‌تواند چالش‌هایی جدی در ایمنی و پایداری سازه ایجاد نماید. بیشتر خرابی در ستون‌ها، به دلیل عواملی چون فقدان ظرفیت کششی کافی بتن و ایجاد ترک‌های عمیق و پیوسته، و یا کمناش و تسلیم میلگردها اتفاق می‌افتد [۱ و ۲ و ۳]. زمانی که یک ستون در طول زمین‌لرزه‌ای دچار شکست می‌شود، خسارت شدیدی به کل سازه وارد شده و یا در برخی موارد، منجر به ویرانی و وقوع تلفات و خسارات جانی و مالی فراوان می‌گردد. از این رو، طراحی ایمن و حفظ ایمنی ستون‌ها، همواره از موضوعات مورد بحث محققین در سال‌های اخیر بوده است. کاهش طول آزاد ستون و ایجاد پدیده ستون کوتاه و همچنین اجرای جزئیات چشمه اتصال و تراکم میلگردها در این ناحیه، محققین را بر آن داشت که نسبت به اصلاح معایب بتن معمولی (ترد و شکننده بودن و عدم شکل‌پذیری^۱ کافی) اقدام کنند. لذا مصالحی که مقاومت کششی کافی و شکل‌پذیری مناسب داشته باشند، تحت عنوان کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی (ECC)^۲، به عنوان مصالحی جدید معرفی گردید [۴ و ۵ و ۶ و ۷]. تفاوت بتن کامپوزیتی ECC با بتن معمولی، در شکل‌پذیری بالا و عرض ترک کمتر همراه با کرنش سخت‌شوندگی بیشتر است [۸]. این بتن علاوه بر قابلیت تحمل تغییر شکل‌های کششی، کرنش سخت‌شوندگی قابل ملاحظه‌ای نیز دارد، و علاوه بر مقاوم بودن، عملکرد مناسبی را نیز در المان‌های سازه، نظیر تیر، ستون، دیوار و اتصالات تحت بارهای چرخه‌ای و خستگی از خود نشان می‌دهد و همچنین در برابر حمله کلراید و دوره‌های متوالی یخ‌زدگی - ذوب‌شدگی، یکپارچگی خود را حفظ می‌کند [۹]. بتن ECC علاوه بر عملکرد مناسب محصورشدگی [۱۰]، در حرارت‌های بالا، یکپارچگی و مقاومت کافی از خود نشان داده است [۱۱]. کنترل و محدودیت عرض ترک در این نوع بتن، موجب افزایش ظرفیت خمشی تیرها شده است [۱۲]. استفاده از این نوع بتن در دیوارهای بنایی، تأثیر چشم‌گیری در استحکام جانبی و شکل‌پذیری دارد [۱۳] و همچنین می‌تواند رفتار خارج صفحه دیوارها را در برابر بار ضربه‌ای بهبود دهد [۱۴]. افزایش ۳۰ درصدی شکل‌پذیری تیرها در مقایسه با بتن معمولی [۱۵] و مقاومت کافی در برابر تغییرات درجه حرارت محیط، استفاده از این بتن را قوت بخشید [۱۶]. بررسی و تحقیقات آزمایشگاهی عملکرد انواع الیاف در بتن، نشان داد که با افزایش الیاف پلی‌اتیلن، مقاومت فشاری اندکی کاهش [۱۷] و دوام و شکل‌پذیری ستون‌های لوله‌ای پر شده با این بتن، ارتقا و افزایش می‌یابد [۱۸]. سازگاری این بتن در ترکیب با سایر روش‌های مقاوم‌سازی، مانند FRP^۳، موجب استقبال بیشتر از این بتن شد [۱۹]. بررسی گسترده آزمایشگاهی نشان داد که المان‌های ساخته شده با این بتن در دال‌ها و تیرها، سطح عملکرد آن‌ها را در برابر بارهای لرزه‌ای ارتقا می‌دهد [۲۰ و ۲۱]. از طرفی افزایش مقاومت کششی، نقش موثری در بهبود رفتار مکانیکی تیرها و ممان تسلیم و نهایی آن‌ها دارد [۲۲] و با پل‌زدگی الیاف در ناحیه کششی، مانع از گسترش ترک‌ها می‌شود [۲۳]. همچنین تقویت دیوارهای آجری با ورق‌های کامپوزیتی ساخته شده از این بتن، باعث افزایش شکل‌پذیری و افزایش ظرفیت باربری گردید [۲۴]. در تحقیقی دیگر، بررسی تأثیر پارامترهای هندسی و درصد میلگردها در رفتار المان‌ها در دو مرحله الاستیک و مرحله پس از تسلیم آرماتور طولی، نشانگر مقاومت کششی و برشی قابل توجه این بتن در مقایسه با بتن معمولی بوده است [۲۵]. تقویت تیرهای کنسولی با ژاکت بتنی ECC، بهترین عملکرد را از خود نشان داد [۲۶] و موجب افزایش ظرفیت خمشی تیرها به میزان ۷۷٪ در مقایسه با تیر ساخته شده با بتن معمولی شد [۲۷]. تغییر مد شکست و افزایش ظرفیت جذب انرژی در دیوارهای میان قاب و عملکرد مناسب سازه‌ای، موجب استقبال گسترده از این مصالح در صنعت ساختمان شد [۲۸]. انجام آزمایش در مدل‌های کوچک‌تر بر روی المان‌های سازه‌ای و تحت بار چرخه‌ای، افزایش میزان سختی و شکل‌پذیری و جذب انرژی را به ترتیب به میزان ۱۱۰٪ و ۲۵٪ و ۱۰۰٪ اثبات کرد [۲۹]. همچنین ترمیم و مرمت پایه‌های پل در مناطق لرزه‌خیزی بالا در طول مفصل پلاستیک^۴ بررسی و پیشنهاد گردید [۳۰]. در سال ۲۰۰۰، فوکویاما رفتار المان‌های برشی بتن ECC را تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی و مطالعه قرار داد. همانطور که انتظار می‌رفت آزمایش‌ها نشان‌دهنده آن بود که بتن ECC نسبت به بتن

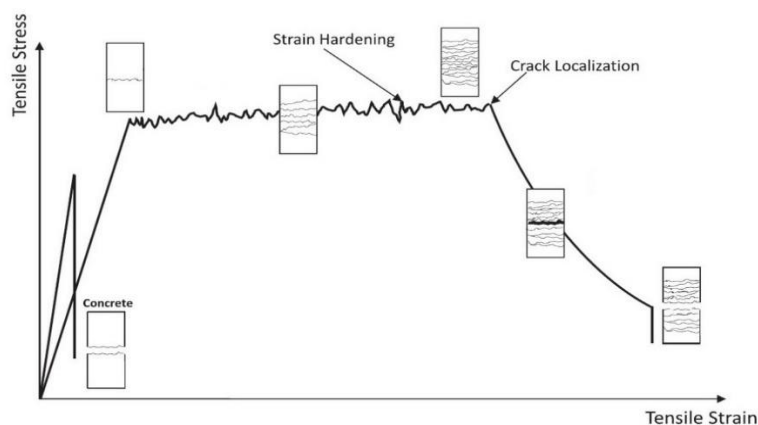
¹ Ductility

² ECC (Engineered Cementitious Composites)

³ Fiber Reinforced polymer

⁴ Plastic hinge

معمولی، توان اتلاف انرژی بالایی دارد [۳۱]. پارا و وایت با مقایسه رفتار اتصال تیر- ستون حاوی بتن معمولی و بتن ECC به این نتیجه رسیدند که حلقه‌های هیستریزاس نمونه‌های ساخته شده با بتن ECC، پایدارتر، بزرگ‌تر، با زوال مقاومت کم‌تر و قابلیت جذب انرژی بیشتری نسبت به ستون‌های ساخته شده از بتن معمولی هستند [۳۲]. در سال ۲۰۰۲، فیشر و پرفسور لی، رفتار خرابی ستون در دو نوع بتن مسلح معمولی و بتن ساخته شده با ECC بدون خاموت را بررسی کردند. نتایج نشان‌گر این امر بود که در جابجایی و دررفت بالا، خردشدگی در بتن ECC مشهود نیست، اما بتن معمولی در محل تکیه‌گاه‌ها دچار شکافت و جداسازی می‌شود. همچنین به وضوح در این آزمایش نشان داده شد که بتن مسلح ECC توان چشم‌گیری تحت بارهای ضربه‌ای و لرزه‌ای دارد [۳۳]. کیم و همکاران (۲۰۰۴) آزمایش پاسخ خستگی بتن ECC در اجزای خمشی در اتصال عرشه پل و دال در مقیاس واقعی را مورد آزمایش قرار دادند. در این آزمایش در بتن آرمه معمولی، ترک‌ها تا ۰/۶ میلی‌متر بصورت پیوسته تا پایان آزمایش ادامه پیدا کردند؛ اما در بتن ECC، ترک‌ها در حد ۵۰ میکرون باقی ماندند [۳۴]. کسنر و بیلینگتون، رفتار پانل‌های دیواری تحت بار چرخه‌ای را برای بتن معمولی و بتن ECC مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که بتن ECC عملکرد بهتر و حداکثر بار و اتلاف انرژی بیشتری را تحت بارهای چرخه‌ای دارد [۳۵]. به منظور بررسی افزایش سختی و کاهش ترک‌های ناشی از خستگی، والتر آزمایش‌هایی را بر روی عرشه پل‌های فلزی و تیرهای کامپوزیتی سیمانی ECC تحت بار یکنواخت خمشی انجام داد. با توجه به این آزمایش‌ها، مشاهده شد که تیرهای با بتن ECC، حداقل ۳ برابر سایر نمونه‌ها در مقابل بار وارده مقاومت می‌کنند [۳۶]. تاریخچه تحقیقات نشان می‌دهد که مطالعات محدودی در خصوص اعضای سازه‌ای ECC به طور مستقل وجود دارد. همچنین، مطالعات کمی در ارتباط با رفتار لرزه‌ای و مدهای شکست ستون‌های مربعی شکل ECC انجام شده است. فوکویاما و همکاران (۲۰۰۰) در بررسی آزمایشگاهی، خرابی شدید و جداسازی را با عمق بیش از ۲/۵ میلی‌متر گزارش کردند. در حالی که عرض ترک‌ها در بتن کامپوزیتی به ۰/۳ میلی‌متر محدود می‌شد [۳۷]. استفاده از بتن کامپوزیتی در اتصال تیر و ستون، موجب تغییر مد شکست از برشی به خمشی گردید [۳۸]. مطالعات اساسی بر روی بتن ECC به عنوان یک ماده کمکی برای محصورشدگی، به‌سازی و مقاوم‌سازی تمام یا بخشی از اجزای سازه‌ای بتنی یا مصالح بنایی متمرکز شده است. با توجه به محدودیت حجم الیاف استفاده شده در سایر تحقیقات به دو درصد، در این بررسی و کار آزمایشگاهی، نمونه‌ها با درصدهای متغییر مختلف الیاف (۰ تا ۱/۵) و نسبت ابعادی (۳ تا ۷) ساخته شد و در آزمایشگاه دانشگاه تربیت مدرس مورد آزمایش قرار گرفت. هدف این تحقیق، بررسی تأثیر درصد حجمی الیاف و نسبت ابعادی بر الگوهای ترک، رفتار هیستریزاس، اتلاف انرژی، حالت‌های شکست و طول ناحیه تسلیم است.



شکل ۱: رفتار شماتیک ECC و بتن معمولی [۹].

از نسبت ابعادی به منظور بررسی تأثیر پارامترهای هندسی در مد شکست و ساده سازی محاسبه طول مفصل پلاستیک در روابط تجربی و آزمایشگاهی استفاده می شود. چراکه تخمین طول مفصل پلاستیک با برنامه و مدل سازی کامپیوتری و بکارگیری همه پارامترهای تأثیرگذار، همچون میزان بارمحوری، مقادیر ممان و برش، نوع و میزان آرماتور، مقاومت بتن، میزان محصورشدگی بتن در یک فرمول واحد، امکان پذیر نیست. پدیده ستون کوتاه می تواند با تغییر ارتفاع ستون در یک طبقه نسبت به سایر ستون های همان طبقه به دلایل مختلف معماری اتفاق بیفتد (ACI2014) (ACI 318-14).

۲- مشخصات مصالح

۲-۱- بررسی مواد و خصوصیات اولیه مصالح مورد استفاده

الیاف مورد استفاده در بتن ECC از نوع الیاف پلیمری با نام اختصاری PVA است. این الیاف دارای دو نوع RCS15 و RF400 هستند (شکل ۲). الیاف RCS15، الیاف های نرم و انعطاف پذیری هستند که در هنگام ایجاد ترک های ریز، رفتاری شکل پذیر دارند. الیاف RF400 نسبت به الیاف RCS15، بزرگ تر و ضخیم تر هستند و مقاومت خمشی و فشاری بالایی را از خود نشان می دهند [۳۹]. مشخصات الیاف در جدول ۱ آمده است. در این آزمایش، از سیمان تیپ دو، الیاف RCS15، خاکستر بادی از نوع کلاس C و روان کننده پلی کربوکسیلاتی استفاده شده است. متوسط اندازه ماسه ها، دارای قطری کمتر از ۵ میلی متر، و سنگدانه شن با متوسط قطر بین ۵ الی ۳۰ میلی متر در بتن معمولی بکار گرفته شد. درصد طرح اختلاط نمونه های مورد آزمایش (بر حسب نسبت وزنی سیمان) مطابق جدول ۲ و نحوه و توالی طرح اختلاط آن در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۲: انواع الیاف: RCS15 (سمت چپ)، الیاف RF400 (سمت راست).

جدول ۱: خصوصیات الیاف

نام الیاف	نوع ماده	پیکربندی	رنگ	وزن مخصوص	طول الیاف (میلی متر)	مقاومت کششی	تعادل شیمیایی
RCS15	پلی وینل الکل	الیاف خردشده	زرد-زرد روشن	۱/۳	۸	۱۴۰۰	متعادل
RF400	پلی وینل الکل	الیاف خردشده	زرد روشن	۱/۳	۳۰	۰/۹	متعادل

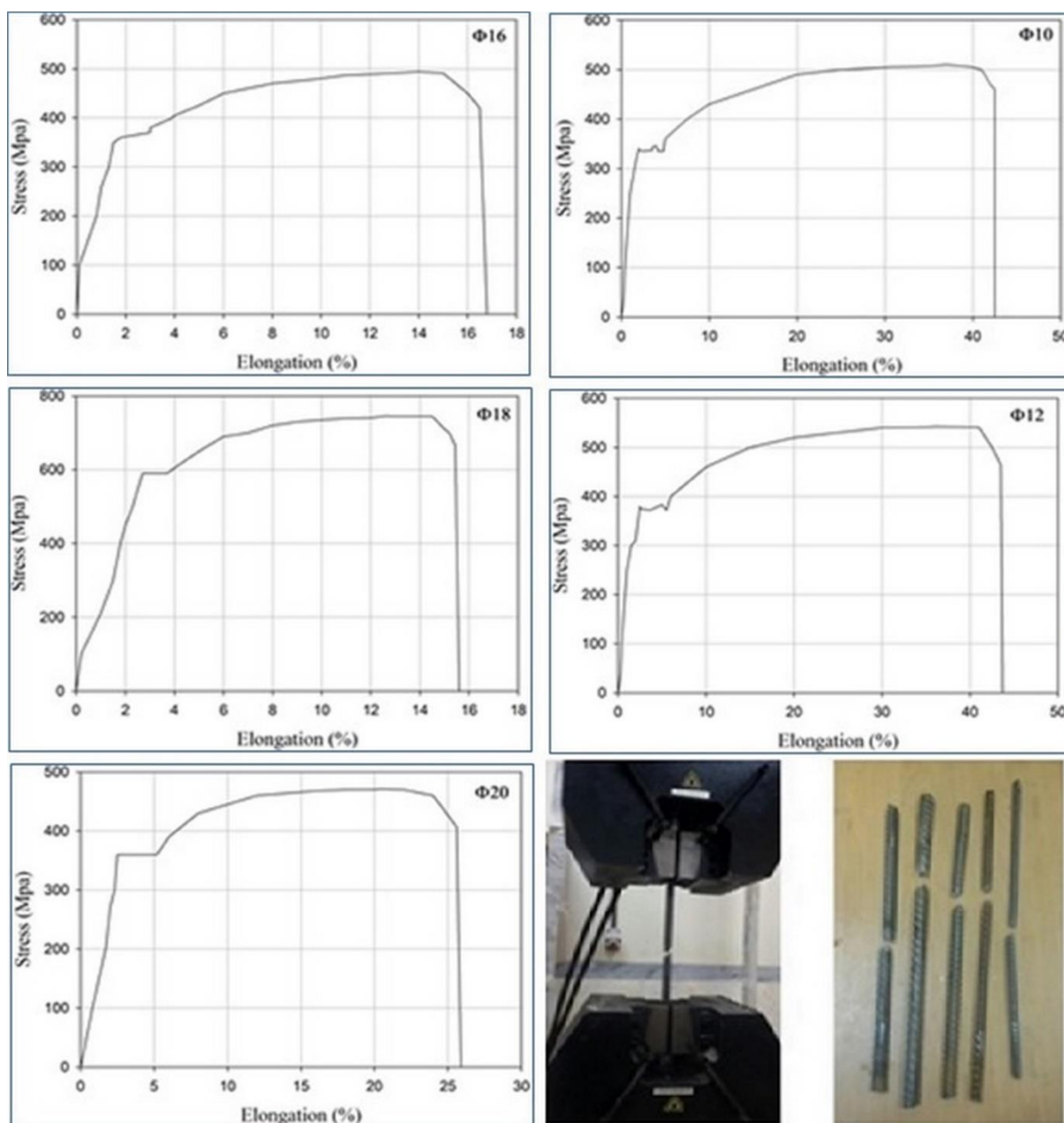
جدول ۲: طرح اختلاط نمونه‌های آزمایش شده (بر حسب نسبت وزنی سیمان)

فوق روان کننده	الیاف (%)	ماسه شن	خاکستر بادی	سیمان	آب	بتن
۰	۰	۱/۱۰۵	۰	۱	۰/۰۴۰	بتن معمولی
۰/۰۰۱۲	۰ - ۱/۵	۱/۱۴	۱/۱۲	۱	۰/۰۶۳	بتن کامپوزیتی

جدول ۳: مراحل تهیه و طرح اختلاط بتن کامپوزیتی

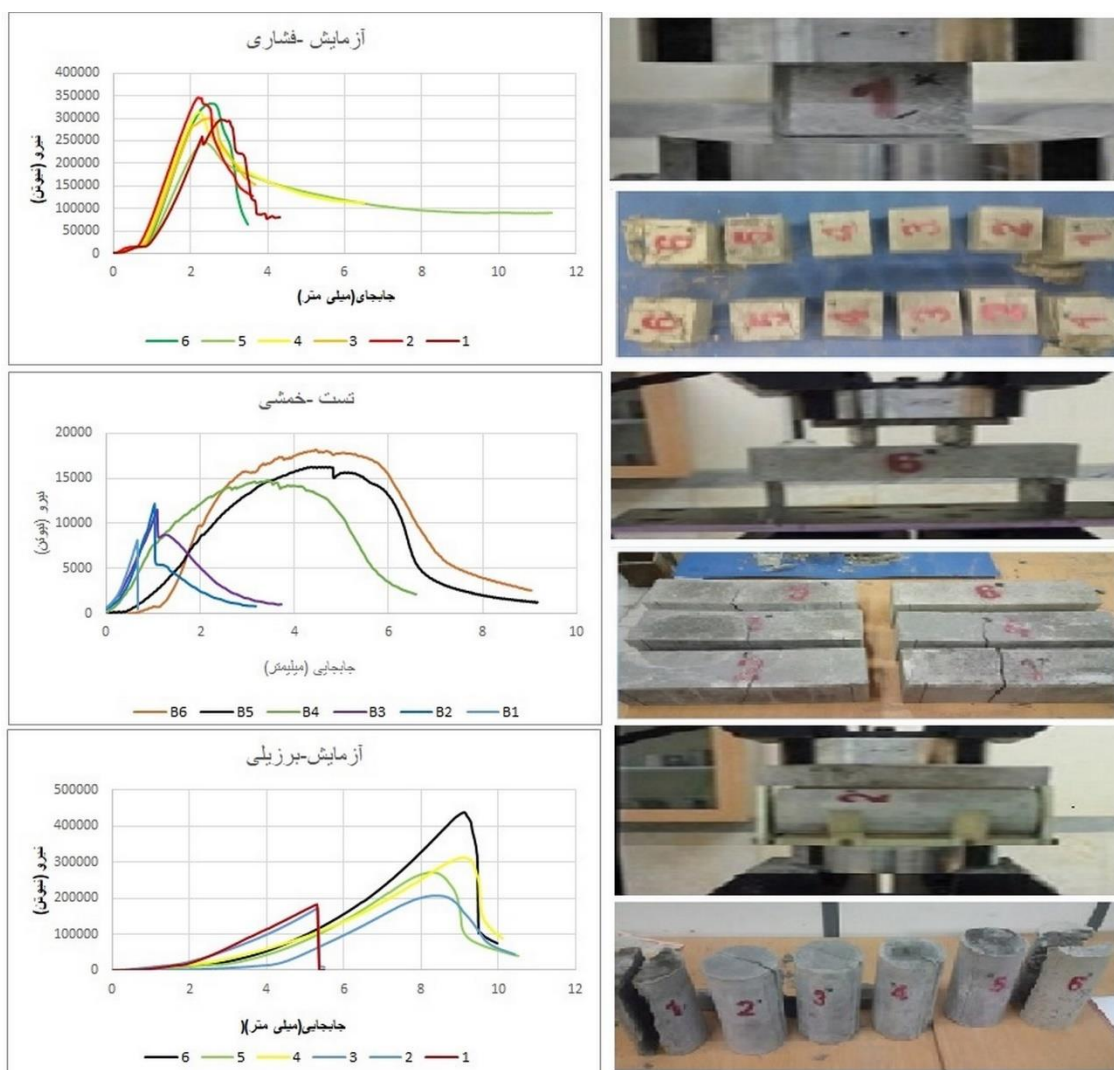
گام	شرح اختلاط	زمان (دقیقه)	گام	شرح اختلاط	زمان (دقیقه)
۱	اضافه کردن ماسه	۲	۵	اضافه کردن ۵٪ آب باقی مانده	۲
۲	۹۵٪ آب + مواد افزودنی	۲	۶	میکس کامل مخلوط تا این مرحله	۵
۳	خاکستر بادی	۲	۷	اضافه کردن الیاف	۲
۴	ترکیب کامل سیمان	۲	۸	میکس کامل مخلوط تا این مرحله	۵

آزمایش‌های کششی روی ۵ نمونه از میلگردهای مورد استفاده، مطابق شکل ۳ مشخص کرد که آرماتورهای آجدار از نوع A3، دارای مقاومت تسلیم ۴۹۸ و مقاومت نهایی ۵۳۹ مگاپاسکال است. از آنجائیکه خاموت‌ها در بتن کامپوزیتی، تنها میلگردهای اصلی را مهار می‌کنند و نقش موثری جز نگهداری آرماتورهای طولی ندارند، در این بررسی آزمایشگاهی، از نوع A3 استفاده شده است [۳۳].

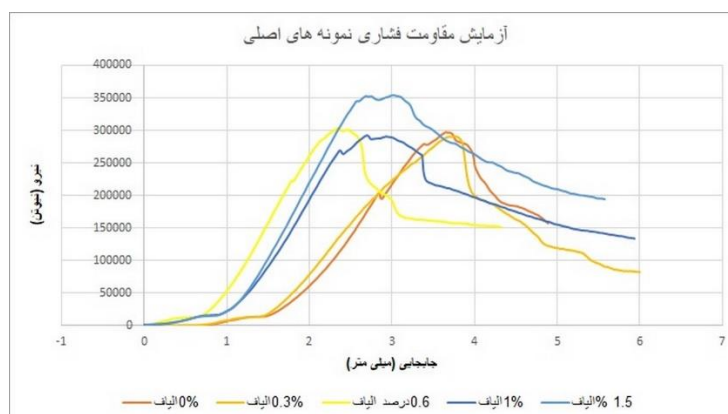


شکل ۳: آزمایش کشش میلگرد.

در مرحله نخست به منظور حصول اطمینان از مشخصات فنی و نحوه طرح اختلاط نمونه‌ها و با توجه به تنوع میزان الیاف استفاده شده (با درصدهای متفاوت صفر، ۰/۳، ۰/۶، ۱، ۱/۵ درصد)، شش نمونه برزیلی و شش نمونه چهار نقطه‌ای (خمشی) و ۱۲ نمونه مکعبی فشاری با رعایت شرایط استاندارد آزمایشگاهی پس از ۲۸ روز برای بتن معمولی و پس از ۵۶ روز برای بتن کامپوزیتی آزمایش شدند. نتایج اولیه که در شکل ۴ ارائه شده، نشان‌دهنده آن است که مصالح، مشخصات فنی لازم را دارند و توزیع الیاف به نحو مناسبی صورت گرفته و گلوله نشده است و میزان درصد الیاف نیز تأثیر چندانی در مقاومت فشاری ندارد. اما در آزمایش برزیلی و خمش، با افزایش الیاف، ظرفیت کشش و خمش افزایش می‌یابد و انسجام نمونه‌ها پس از ترک حفظ می‌شود. نتایج مقاومت فشاری بتن برای نمونه‌های مکعبی مطابق شکل ۵ بوده است و این مقدار برابر ۲۵ مگاپاسکال برای نمونه استاندارد استوانه‌ای ۳۰×۱۵ ساخته شده از بتن معمولی و کامپوزیتی بعنوان نمونه‌های آزمایشگاهی ستون است. در این بررسی آزمایشگاهی، درصد میلگردها ۱ تا ۲/۵ درصد بوده است که با توجه به ابعاد مقاطع، در محدوده درصد مجاز قرار دارد. همچنین به سبب خصوصیات میکرومکانیکی و عملکرد مناسب الیاف در پل زدگی، نیازی به رعایت جزئیات لرزه‌ای در خصوص تأمین محصورشدگی نخواهد بود [۱۰].



شکل ۴: بررسی و آزمایش اولیه.



شکل ۵: آزمایش مقاومت فشاری نمونه های نهایی.

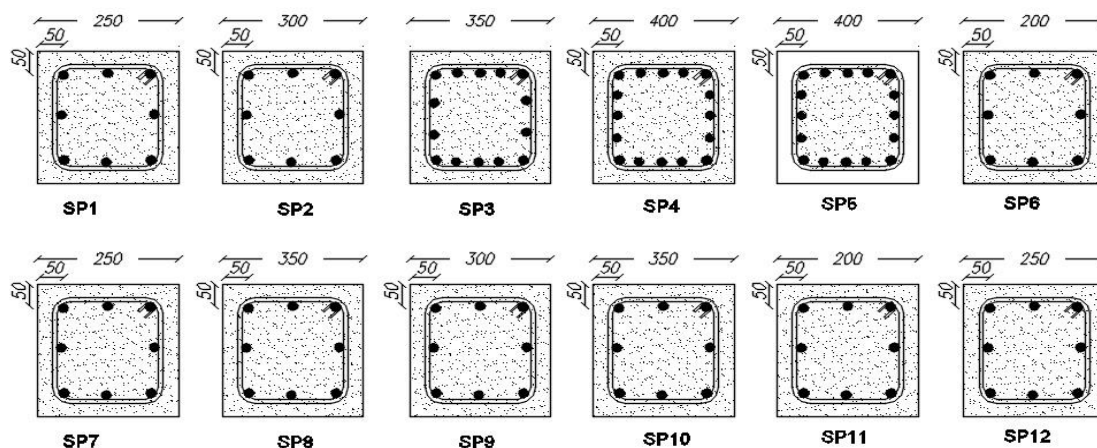
۳- مشخصات نمونه های ساخته شده

در این تحقیق، ۱۲ نمونه ستون با ابعاد، ارتفاع و درصد الیاف متغیر آزمایش شد. جهت مقایسه، نمونه شماره (۵) از بتن معمولی- ساخته شد. ابعاد نمونه ها بین ۲۵ الی ۴۰ سانتی متر و ارتفاع آن ها بین ۷۵ الی ۲۱۰ سانتی متر، با نسبت ابعادی بین ۳ تا ۷ ساخته شد. مشخصات این نمونه ها در جدول ۴ فهرست شده است. میلگردهای با قطر ۱۰، ۱۲، ۱۶، ۱۸ و ۲۰ میلی متر برای میلگردهای طولی و از میلگرد قطر ۱۰ به عنوان میلگرد برشی (خاموت) استفاده شد. آرایش و پیکربندی آرماتورها درون نمونه ها در شکل ۶ و با پوشش بتن به میزان ۵ سانتی متر نشان داده شده است. تصاویر تجهیزات اولیه جهت آزمایش نمونه شامل دیتالاگر، جک هیدرولیکی و قاب عکس العمل، در شکل ۸ آمده است. با توجه به عملکرد و طراحی متفاوت این بتن در مقایسه با بتن معمولی، ساخت نمونه ها براساس طرح اختلاط استاندارد و انتخاب ابعاد براساس خرابی ستون هایی با ابعادی مشابه در زلزله های اخیر انجام شده است. تفسیر نتایج این تحقیق با بررسی منحنی نیرو- تغییر مکان و مقادیر کرنش ارائه می گردد.

جدول ۴: مشخصات آرایش میلگردها

نمونه	نوع مصالح	ابعاد	ارتفاع (میلی متر)	نسبت ابعادی	فیبر (%)	میلگرد اصلی	خاموت
SP1	ECC	۲۵۰*۲۵۰	۷۵۰	۳	۰	۸Φ۱۰	۵Φ۱۰
SP2	ECC	۳۰۰*۳۰۰	۹۰۰	۳	۰	۸Φ۱۲	۵Φ۱۰
SP3	ECC	۳۵۰*۳۵۰	۱۰۵۰	۳	۰/۰۳	۱۴Φ۱۲	۵Φ۱۰
SP4	ECC	۴۰۰*۴۰۰	۱۲۰۰	۳	۰/۰۳	۱۶Φ۱۲	۶Φ۱۰
SP5	RC	۴۰۰*۴۰۰	۱۲۰۰	۳	۰/۰۰	۱۶Φ۱۲	۶Φ۱۰
SP6	ECC	۲۰۰*۲۰۰	۱۰۰۰	۵	۰/۰۶	۸Φ۱۰	۷Φ۱۰
SP7	ECC	۲۵۰*۲۵۰	۱۲۵۰	۵	۰/۰۶	۸Φ۱۲	۸Φ۱۰
SP8	ECC	۳۵۰*۳۵۰	۱۷۵۰	۵	۰/۰۶	۸Φ۱۸	۱۰Φ۱۰
SP9	ECC	۳۰۰*۳۰۰	۱۸۰۰	۶	۱/۱۰	۸Φ۱۶	۱۰Φ۱۰

SP10	ECC	۳۵۰*۳۵۰	۲۱۰۰	۶	۱/۱۵	۸Φ۲۰	۱۰Φ۱۰
SP11	ECC	۲۰۰*۲۰۰	۱۴۰۰	۷	۱/۱۰	۸Φ۱۰	۱۰Φ۱۰
SP12	ECC	۲۵۰*۲۵۰	۱۷۵۰	۷	۱/۱۵	۸Φ۱۶	۱۰Φ۱۰



کل ۶: ابعاد و آرایش آرماتورگذاری ستون‌ها.

پانزده عدد کرنش سنج فولادی FLA-5-11TML برای اندازه‌گیری کرنش آرماتورهای عرضی و طولی، پس از آماده‌سازی سطوح، مطابق شکل ۷ با چسب مخصوص بر روی میلگردها و در فواصل ۵، ۳۰ و ۴۵ و ۶۰ درصد ارتفاع از پای ستون‌ها نصب شد. همچنین ۲ عدد LVDT در ارتفاع ۵۰ و ۱۰۰ درصد ارتفاع نمونه جهت ثبت تغییر مکان جانبی قرار گرفت و ستون‌ها نیز کاملاً به تیر کف فیکس شدند تا هیچ‌گونه لغزشی حین آزمایش نداشته باشند.

شکل ۷: مراحل آماده‌سازی و نصب کرنش‌سنج.

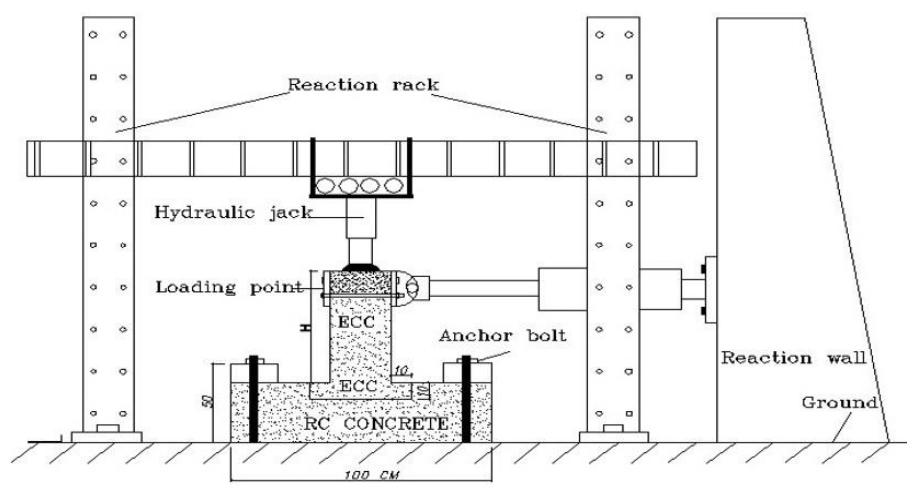
همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است، به منظور بررسی کرنش بتن، ۷ عدد کرنش سنج بتنی PFL-10-11 (۴ عدد کرنش سنج به صورت افقی در امتداد خاموت‌های عرضی و ۳ عدد کرنش سنج بصورت عمودی در راستای میلگردهای طولی در ارتفاع ۵ و ۲۵ و ۴۵ و ۱۰۰ درصد ارتفاع نمونه‌ها) نصب شد.



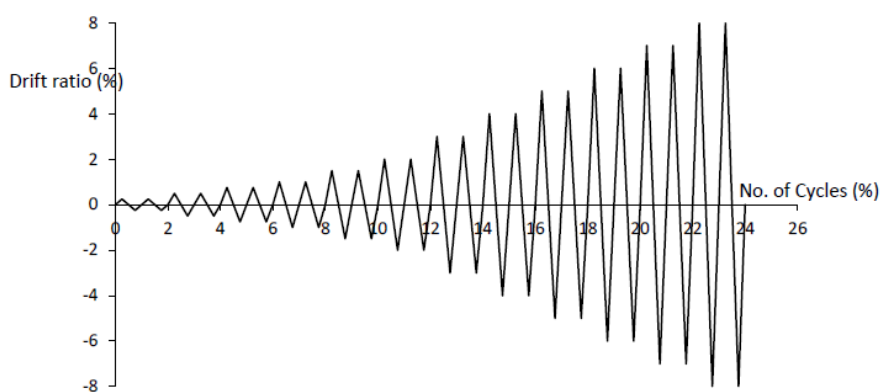
شکل ۸: تجهیزات آزمایشگاهی.

۴- آماده سازی نمونه ها و انجام آزمایش

مجموعه دستگاه آزمایش مطابق شکل ۹، به وسیله ۸ میلگرد مقاومت بالا، به کف قوی آزمایشگاه محکم شد و یک بازوی محرک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن به منظواعمال بار جانبی سیکلیک به کار گرفته شد. بار جانبی به صورت افقی و در مرکز تیر مستقر در بالای نمونه ها وارد می شد. همچنین جهت جلوگیری از کمانش خارج از صفحه نمونه های تحت آزمایش، در از یک قاب خمشی فولادی در طول بارگذاری استفاده شد. شکل ۱۰، پروتکل بارگذاری جانبی در این مطالعه را نشان می دهد که مطابق با دستورالعمل ACI 374.2R-13 است [۴۰] همانطور که در شکل مشخص است، در هر گام بارگذاری، تغییر مکان جانبی دوبار تکرار شده تا اینکه نمونه دچار شکست شود. در طول بارگذاری، زمان به گونه ای کنترل شد که متناسب با هر گام بارگذاری باشد.



شکل ۹: آماده سازی نمونه ها جهت آزمایش.



شکل ۱۰: پروتکل بارگذاری [۴۰].

۵- تحلیل نتایج

مشاهدات حاصل از آزمایش ۱۲ نمونه ستون ECC و بتن معمولی تحت اثر بار جانبی چرخه‌ای، در جدول ۵ خلاصه شده است. مقاومت نهایی نمونه‌ها در آستانه خرابی براساس کرنش نهایی، که غالباً پس از تمرکز ترک^۵ در سطح بتن و یا تمرکز تنش^۶ در میلگردهای اصلی رخ می‌دهد، بدست می‌آید. با داشتن مقادیر تغییرمکان نهایی و تغییرمکان تسلیم و تقسیم این دو مقدار، ضریب شکل‌پذیری تغییرمکان بدست می‌آید. از تقسیم تغییرمکان نهایی به طول المان، دوران نهایی و از تقسیم تغییرمکان تسلیم به طول المان، دوران تسلیم حاصل می‌شود. همچنین از تقسیم دوران نهایی به دوران تسلیم، ضریب شکل دورانی بدست خواهد آمد. در شکل ۱۱، منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایش شده، ارائه شده است. بطور کلی، نمونه‌های ششم تا دوازدهم که نسبت ابعادی بیشتری دارند، رفتار شکل‌پذیر از خود نشان دادند. مقاومت خمشی حاصل از نتایج آزمایش، بزرگتر از مقاومت خمشی اسمی بود، اما نمونه‌های یک تا سه، که نسبت ابعاد کمتری دارند، باریک‌شدگی داشتند که این عامل، ظرفیت اتلاف انرژی آن‌ها را تحت تاثیر قرار می‌دهد. تغییر مکان نسبی حد تسلیم نمونه های ECC از ۰/۳ درصد تا ۰/۴ درصد و تغییرمکان نسبی نهایی نیز از ۱/۸ درصد تا ۲/۹ درصد متغیر بود. نمونه حاوی بتن معمولی که به عنوان نمونه کنترلی در نظر گرفته شد (SP5)، در تغییرمکان نسبی ۰/۳ درصد به مقاومت تسلیم ($M_y = 973 \text{ kN.m}$) و در تغییر مکان ۰/۹ درصد، به مقاومت حداکثر ($M_{max} = 1053 \text{ kN.m}$) رسید. پس از تسلیم، نمونه SP5 کاهش تدریجی سختی از خود نشان داد و مقاومت خمشی به ۸۰ درصد مقاومت حداکثر در تغییر مکان نسبی ۱/۷ درصد کاهش یافت. بنابراین ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی جانبی برابر ۵/۶ بدست آمد. در نمونه SP4 که کاملاً مشابه نمونه SP5 بود، اما از بتن ECC ساخته شده بود، مقاومت خمشی حداکثر برابر ($M_{max} = 1161 \text{ kN.m}$) بدست آمد که این مقدار، ۱۱ درصد بیشتر از نمونه مشابه SP5 است. نمونه SP4 در تغییرمکان نسبی ۰/۳۵ درصد به مقاومت تسلیم ($M_y = 1055 \text{ kN.m}$) رسید و مقاومت خمشی در جابجایی ۱/۹۸ درصد به ۸۰ درصد مقاومت حداکثر، کاهش یافت. بنابراین شکل‌پذیری تغییرمکانی برابر ۵/۹ برای SP4 بدست آمد. به طور کلی به دلیل نوع پروتکل بارگذاری، رفتار چرخه‌ای نمونه‌ها باریک‌شدگی دارند. سایر تحقیقات انجام شده نشان داد که نوع پروتکل بارگذاری در رفتار و شکل منحنی‌های هیستریزس موثر است [۴۷].

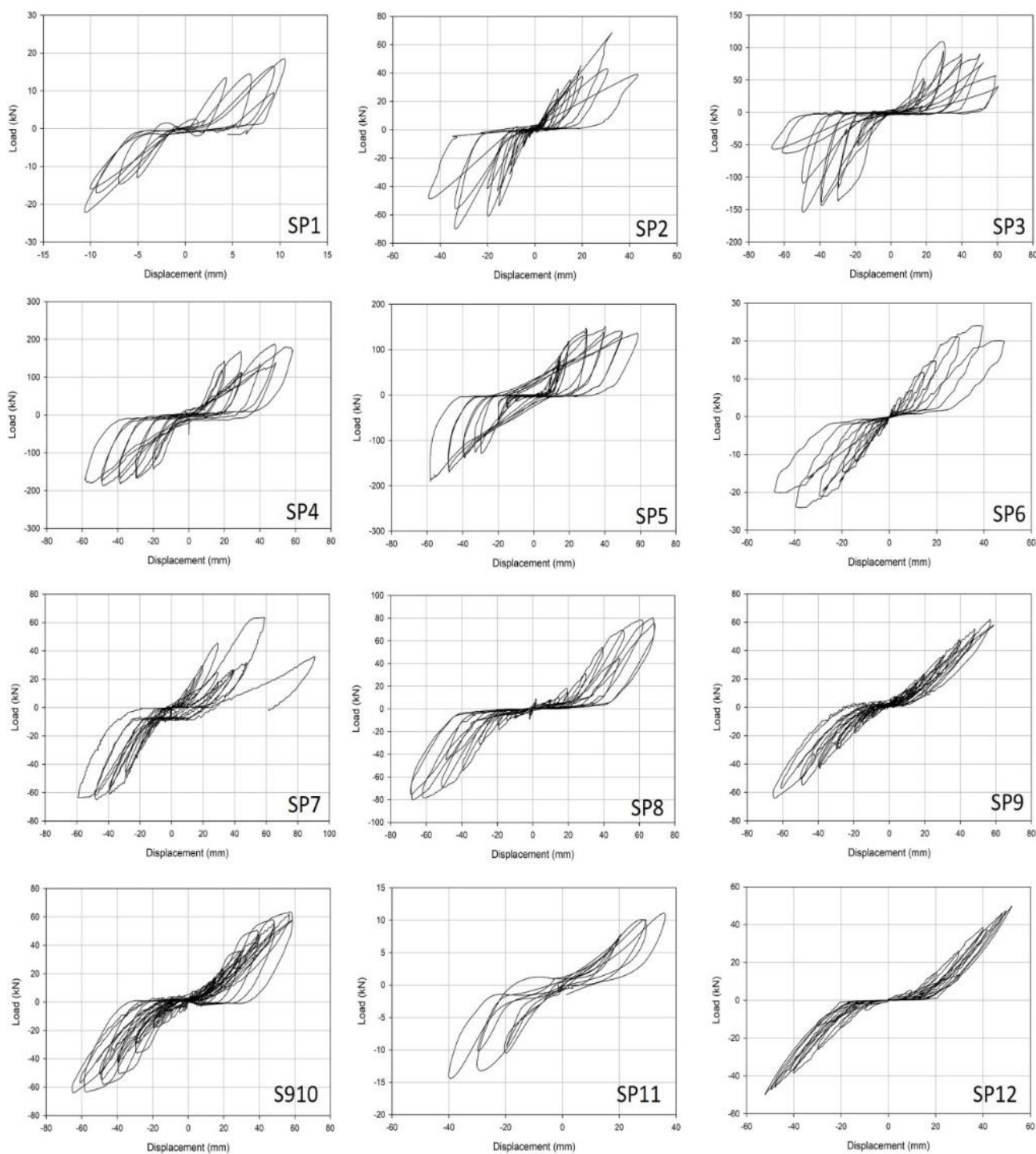
جدول ۵: نتایج آزمایش‌های ستون‌های بتنی ECC و معمولی

نمونه	P_{MAX} حداکثر بار [KN]	$P_{Ultimate}$ مقاومت نهایی [MPa]	Δ_{MAX} داکتر تغییرمکان جانبی [mm]	Δ_{Yield} تغییرمکان حد تسلیم [mm]	θ_{Yield} دوران حد تسلیم ($10^{-6}/\text{mm}\times$)	$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی	$\mu_{\phi} = \theta_u / \theta_y$ ضریب شکل‌پذیری دورانی
SP1	۳۷۸/۳۳	۶/۶۰۵	۱۱/۱۶۲	۳/۳۷	۳/۳۸	۳/۳۱۴	۶/۶۲۵
SP2	۴۶۲/۴۴	۵/۱۳	۱۷/۱۶۵	۳/۳۸۵	۴/۴۱	۴/۴۵۸	۷/۷۸
SP3	۴۹۵/۴۶	۴/۴۰۴	۲۱/۲۱	۳/۳۹۵	۴/۴۷	۵/۵۳۴	۸/۸۲۵
SP4	۵۲۳/۵۷	۳/۳۲۷	۲۴/۲۷۸	۴/۴۲	۵/۵۷	۵/۵۹	۸/۸۳۵
SP5	۳۴۹/۳۸	۲/۲۱۸	۱۰/۱۱۸	۳/۳۶	۳/۳۶	۳	۶/۶۱
SP6	۵۱۱/۵۶	۱۲/۱۷۹	۲۳/۲۵	۴/۴۵	۴/۴۹	۵/۵۲۲	۸/۸۲
SP7	۵۴۷/۵۹	۸/۸۷۵	۲۶/۲۲۵	۴/۴۷	۵/۵۱	۵/۵۵۸	۸/۸۳
SP8	۶۱۱/۶۸	۵	۴۷/۴۸۵	۷/۷۵	۶/۶۲	۶/۶۳۸	۸/۸۵
SP9	۶۵۴/۶۱	۷/۷۲۶	۵۴/۵۲۷	۷/۷۴	۶/۶۱۹	۷/۷۳۳	۹/۹۳
SP10	۷۱۲/۷۳	۵/۵۸۱	۶۰/۶۹	۹/۹۱	۷/۷۳	۶/۶۶۹	۹/۹۱
SP11	۵۶۹/۵۱	۱۴/۲۲	۳۲/۳۴۸	۴/۴۳	۴/۴۷۵	۷/۷۵۵	۹/۹۴
SP12	۶۳۱/۶۵	۱۰/۱۱۰	۴۳/۴۶۸	۹/۹۹۵	۷/۷۹	۴/۴۳۹	۸/۸۹

^۵ crack localization^۶ stress hardening

۱-۵- الگوهای ترک خوردگی

شکل ۱۱ الگوهای ترک خوردگی نمونه‌های تحت آزمایش را نشان می‌دهد. به طور کلی، الگوهای ترک خوردگی نمونه‌های بتن ECC به طور قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر متفاوت نبودند، اما تفاوت‌هایی را با نمونه کنترلی داشتند. برای تمامی نمونه‌های بتن ECC، ترک‌های افقی ابتدا در راستای ارتفاع ستون و در دو سمت مقطع ستون شکل گرفت و توسعه پیدا کرد و به دنبال آن ترک‌های قطری جان ستون تشکیل شدند. نمونه کنترلی ۵ با بتن معمولی، دچار ترک‌های نسبتاً عریض و خردشدگی شدید بتن در پایین ستون شد که همراه با کم‌انرژی و شکست آرماتورهای طولی در دو طرف وجه ستون بود. نمونه‌هایی که با بتن ECC ساخته شده بودند، ترک‌های افقی و قطری نسبتاً کمی داشتند و عرض ترک‌ها نسبت به نمونه کنترلی کمتر بود. این امر به دلیل تأثیر مثبت الیاف در انتقال تنش کششی در طول ترک است. به طور خاص در نمونه ۴، تعداد ترک‌های قطری کاهش یافت. در مقایسه با خردشدگی شدید بتن که در دو طرف ستون ۵ مشاهده گردید، نمونه‌های ساخته شده با ECC، حجم تقریباً کمتری از خردشدگی را در پایین ستون از خود نشان دادند. در این نمونه کم‌انرژی و شکست آرماتورهای طولی بعد از کنار زدن پوشش بتن قله‌کن شده در پایان آزمایش قابل مشاهده بود. شکست آرماتورهای طولی به علت تمرکز کرنش کششی پس از ترک خوردگی و خردشدگی بتن است. برای نسبت ابعادی بیش از ۳ با درصد الیاف مختلف الیاف و فاصله آرماتورهای عرضی، مقاومت خمشی نمونه‌ها بیشتر از مقاومت خمشی اسمی بوده که این عامل متأثر از عملکرد مناسب الیاف در تحمل و انتقال بارهای کششی به میلگردها است. اثر الیاف پراکنده در محدود نمودن عرض ترک‌ها و سخت‌شدگی کرنش بعد از تسلیم آرماتورهای طولی مشاهده شد. بدلیل تمرکز و گسترش ترک در نمونه بتن معمولی و نمونه‌های بدون الیاف، نوع شکست از پوشش بتن شروع شده و قبل از جاری شدن میلگردهای طولی، نمونه‌ها دچار خرابی ناگهانی شدند. لذا ظرفیت‌های دررفت (جابجایی) نمونه‌های ستون بدون الیاف و با الیاف کم، کم‌تر از سطح عملکرد آستانه فروریزش براساس ASCE 41-13 بود. این نتیجه نشان داد که عدم وجود الیاف و حجم کم الیاف تأثیری در ارتقاء عملکرد ستون ندارد.



شکل ۱۱: منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌های آزمایش‌شده.

۵۲-۵- ظرفیت تغییر مکان نسبی و کرنش‌ها

منحنی‌های پوش نمونه‌های آزمایش‌شده بدست آمده از منحنی‌های هیستریزیس، نشان می‌دهد که نمونه ۱۰ ظرفیت تغییر مکان نسبی برابر ۲/۹ دارد. در حالی که برای نمونه شماره ۵، این مقدار برابر ۰/۹ درصد بود. برای نمونه‌های ۷ و ۱۱ با فاصله خاموت ۱۵۰ میلی‌متر، ظرفیت تغییر مکان نسبی به ترتیب برابر ۲/۱ و ۲/۳۲ درصد بود. واضح است که با یک فاصله آرماتور عرضی یکسان، نمونه‌های با درصد الیاف بیشتر، ظرفیت تغییر مکان نسبی بالاتری را از خود نشان می‌دهند. این موضوع بدان دلیل است که مقدار حجم بالاتر الیاف PVA می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای مقاومت کششی نمونه‌های مورد بررسی و مقاومت ماندگار بعد از بار حداکثر را افزایش دهد. همچنین برای درصد الیاف یکسان، ظرفیت تغییر مکان نسبی نمونه ۱۱ با آرماتور عرضی نزدیک‌تر، بیشتر از ظرفیت تغییر مکان نسبی نمونه با آرماتورهای عرضی دورتر است، زیرا آرماتورهای عرضی نزدیک‌تر، به طور قابل ملاحظه‌ای محصورشدگی بتن را افزایش می‌دهند. به‌عنوان مثال، در نمونه ۴ در تغییر مکان نسبی ۰/۳۵ درصد، بیرونی‌ترین آرماتور طولی در پایین ستون تسلیم شده و سپس با افزایش بارگذاری ناحیه تسلیم آرماتور طولی به سمت بالای ستون گسترش یافت. در پایان آرماتورهای طولی در تغییر مکان نسبی ۱/۹۸ درصد در نزدیکی پایه ستون دچار شکست شدند. چنین رفتاری تقریباً در تمامی ستون‌های ECC مشاهده شد. باریک‌شدگی در نمونه‌های مذکور بدلیل درصد الیاف پایین و یا فقدان الیاف است و به سبب درصد پایین الیاف و درصد پراکندگی پایین، عمل پل‌زدگی الیاف بشدت کاهش یافت. همچنین تمرکز ترک‌های عمیق شکست برشی بتن، موجب خرابی ناگهانی نمونه‌ها گردید. نمونه ۴ ساخته‌شده از بتن کامپوزیتی به دلیل جذب و استهلاک انرژی بیشتر با حذف پدیده جمع‌شدگی^۷، حداقل ۵۰ درصد مقاومت بیشتر از نمونه ۵ (که از لحاظ مشخصات هندسی مشابه ۴ بوده ولی با بتن معمولی ساخته شده) از خود نشان می‌دهد.

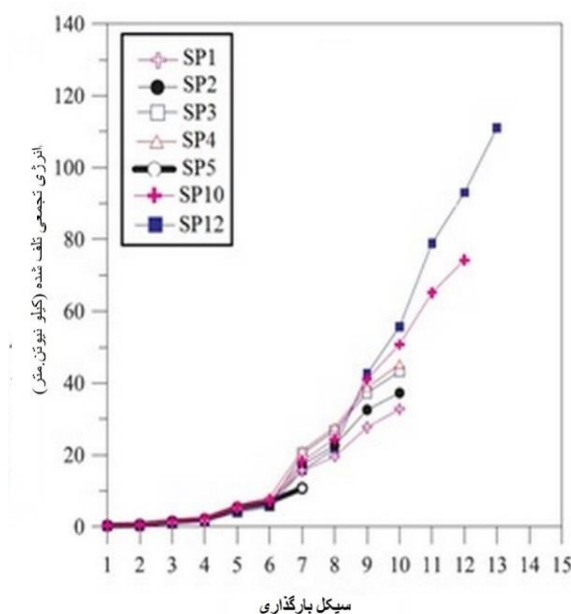


شکل ۱۲: الگوهای ترک خوردگی نمونه‌های تحت آزمایش.

⁷ pinching

۵۳-۵-اتلاف انرژی

شکل ۱۳ ظرفیت اتلاف انرژی تجمعی تعیین شده براساس دستورالعمل ASCE41-13 را برای برخی نمونه‌ها در هر چرخه بارگذاری تا انتهای آزمایش نشان می‌دهد [۴۱]. پس از مقاومت حداکثر اتلاف انرژی تجمعی، با افزایش چرخه‌های بارگذاری تقریباً برای نمونه‌های ECC به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. نمونه‌های ۳ و ۴ که دارای ۰/۳ درصد حجمی الیاف هستند، تقریباً ظرفیت اتلاف انرژی تجمعی یکسانی را در قیاس با نمونه‌های ۱ و ۲ نشان دادند. از سوی دیگر، نمونه‌های ۱۰ و ۱۲ با داشتن ۱/۵ درصد حجمی الیاف PVA ظرفیت اتلاف انرژی تجمعی تقریباً ۲۵ درصد بیشتری را نسبت به نمونه‌های ۱ و ۲ نشان دادند. بنابراین استفاده از درصد حجمی بالاتر الیاف، سبب موثرتر شدن و افزایش پلزدگی در محل ترک خوردگی‌ها شده‌است که بواسطه آن، انرژی تجمعی بیشتری با تکرار چرخه‌های بارگذاری تلف می‌شود. از سویی فاصله آرماتور عرضی، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر اتلاف انرژی نمونه ECC ندارد.



شکل ۱۳: ظرفیت اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌ها.

۵۴-۵-اثر نسبت ابعادی

اثر نسبت ابعادی و $P-\Delta$ بر رفتار ستون‌های ECC از طریق مقایسه رفتار نمونه‌های ۸ و ۲ بررسی شد. نمونه‌های ۸ و ۱۲ به ترتیب دارای سطح مقطع ۳۵۰×۳۵۰ و ۲۵۰×۲۵۰ با ارتفاع یکسان ۱۷۵۰ میلی‌متر هستند. لذا نسبت ابعادی (L/H) نمونه ۸ و ۱۲ به ترتیب برابر ۵ و ۷ است. ضریب شکل‌پذیری دورانی نمونه‌های ۸ و ۱۲ به ترتیب برابر ۸/۵ و ۸/۹ است. مقایسه منحنی هیستریزس این دو نمونه نشان می‌دهد که تفاوت زیادی در ظرفیت تغییرشکلی آن‌ها وجود دارد. با افزایش نسبت L/h از ۵ به ۷، کاهش محسوسی در ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکانی از ۶/۳۸ به ۴/۳۹ رخ می‌دهد. این کاهش علیرغم افزایش الیاف ناشی از اثر $P-\Delta$ بوده که این اثر در (l/h)‌های بیشتر بزرگنمایی

می‌شود. اما از سویی ظرفیت تغییرمکانی حد تسلیم افزایش می‌یابد که این یافته منطبق بر رابطه پارک و پاولی است (۱) که در آن ظرفیت دررفت با افزایش (1/h) افزایش می‌یابد [۴۲]. این یافته توسط محققین دیگری نیز تأیید شده است [۴۳ و ۴۴ و ۴۵].

$$t = \Delta y + \Delta p = \frac{\varphi_y * l^2}{3} + (\varphi - \varphi_y) * l_p (1 - 0.5 l_p) \quad \Delta t = \Delta y + \Delta p = \frac{\varphi_y * l^2}{3} + (\varphi - \varphi_y) * l_p (1 - 0.5 l_p) \quad (1)$$

$$\Delta t = \Delta y + \Delta p = \frac{\varphi_y * l^2}{3} + (\varphi - \varphi_y) * l_p (1 - 0.5 l_p)$$

که در آن Δy و Δp و Δt به ترتیب تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان پلاستیک و تغییرمکان نهایی و φ و φ_y به ترتیب انحنا و انحنا تسلیم و l_p طول ناحیه پلاستیک است.

۵-۵- طول ناحیه تسلیم

در زمین لرزه‌های شدید عملکرد اعضای بتن به صورت غیرخطی است که این رفتار غیرخطی در اجزای بتنی به ویژه ستون‌ها در قالب «ناحیه تسلیم» شناخته می‌شود. ناحیه تسلیم، ناحیه‌ای است که در آن فولاد طولی تسلیم شده و بتن به شدت ترک خورده و گاهی قلوه‌کن می‌شود [۴۶]. پارک و پاولی پیشنهاد دادند که تغییرمکان کل یک ستون را می‌توان بر حسب انحنا، ارتفاع ستون و طول ناحیه تسلیم بیان کرد [۴۲]. در این تحقیق آزمایشگاهی، طول نواحی تسلیم در نمونه‌ها، پس از بررسی مقادیر کرنش فولاد و بتن و مقایسه آن با مقادیر نهایی، مطابق جدول شماره ۶ بدست آمد. نتایج نشان داد که در آن طول ناحیه تسلیم با افزایش نسبت ابعادی و درصد حجمی الیاف افزایش می‌یابد. نتایج مشابه را می‌توان به استناد عکس‌های حاصل از آزمایش نمونه‌های ستون بدست آورد. ناحیه تخریب شده در نمونه‌های شماره ۹، ۱۰، ۱۱ و ۱۲ بزرگ‌تر از نمونه‌های ۴، ۶ و ۷ است. بدان معنا که برای ستون‌های با نسبت ابعادی ۶ و ۷، طول ناحیه تسلیم، که طبق توصیه آیین‌نامه‌ها در آن باید از فولاد عرضی فشرده استفاده نمود، تا حدود ۲ برابر بعد مقطع ستون افزایش می‌یابد. داده‌های کرنش سنج نصب شده روی خاموت‌ها، نشان داد که نمونه‌های ساخته شده از بتن کامپوزیتی، در محدوده ناحیه الاستیک بوده و جاری نشده‌است. این امر نشان از عملکرد بتن کامپوزیتی در تحمل نیروی برشی و ظرفیت برشی مناسب نمونه‌های ساخته شده از بتن الیافی دارد.

جدول ۶: طول ناحیه تسلیم

نمونه	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12
ابعاد (میلی‌متر)	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۰۰	۴۰۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰
درصد	٪۰	٪۰	٪۰	٪۰	٪۰	٪۰	٪۰	٪۰	٪۱	٪۱	٪۱	٪۱
الیاف (درصد)	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۶	۰/۶	۰/۶	۰/۶	۱/۵	۱/۵	۱/۵
نسبت ابعادی	۳	۳	۳	۳	۳	۵	۵	۵	۶	۶	۷	۷
طول مفصل پلاستیک (میلی‌متر)	۲۴۵	۲۸۵	۳۴۵	۴۳۰	۴۳۰	۲۱۰	۴۴۰	۴۲۰	۶۱۰	۵۶۰	۴۱۰	۴۹۰

۶- نتیجه گیری

- به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های ECC، ۱۱ نمونه ستون ECC کامپوزیتی با درصد الیاف صفر، ۰/۳، ۰/۶، ۱ و ۱/۵ درصد و نسبت ابعادی ۳، ۵، ۶ و ۷ طراحی و تحت بارگذاری چرخه‌ای ACI 374.2R-13 قرار گرفت. نتایج بررسی‌ها و آزمایش نشان داد:
- ۱- برای نسبت ابعادی بیش از ۳ با درصد‌های مختلف الیاف و فاصله آرماتورهای عرضی، مقاومت خمشی نمونه‌ها، بیشتر از مقاومت خمشی اسمی است که این عامل متأثر از حضور الیاف و سخت‌شدگی کرنش بعد از تسلیم آرماتورهای طولی است.
 - ۲- ظرفیت‌های دررفت نمونه‌های ستون بدون الیاف و با الیاف کم، کم‌تر از سطح عملکرد آستانه فروریزش براساس ASCE 41-13 بود. این نتیجه نشان داد که عدم وجود الیاف و حجم کم الیاف تأثیری در ارتقاء عملکرد ستون ندارد.
 - ۳- ظرفیت اتلاف انرژی تجمعی ECC در قیاس با بتن معمولی افزایش یافته‌است و این افزایش با افزایش درصد حجمی الیاف بیشتر می‌شود.
 - ۴- ظرفیت شکل‌پذیری تغییر مکانی ECC با افزایش نسبت ابعادی کاهش می‌یابد که این عامل متأثر از پدیده P-Δ است.
 - ۵- طول ناحیه تسلیم ستون‌های ECC با افزایش نسبت ابعادی و درصد حجمی الیاف افزایش می‌یابد. همچنین طول ناحیه تسلیم در ستون ECC بیشتر از بتن معمولی است.
 - ۶- ظرفیت دررفت ستون‌های ECC با افزایش نسبت ابعادی، افزایش می‌یابد.
 - ۷- نمونه‌های ستون ساخته‌شده از ECC ترک‌های افقی و قطری کمی داشتند و عرض ترک‌ها نیز نسبت به نمونه بتن معمولی کم‌تر بود.

مراجع

- [1] Huang, H., Hao, R., Zhang, W., & Huang, M. (2019). Experimental study on seismic performance of square RC columns subjected to combined loadings. *Engineering Structures*, 184, 194-204.
- [2] Chae, Y., Lee, J., Park, M., & Kim, C. Y. (2019). Fast and slow cyclic tests for reinforced concrete columns with an improved axial force control. *Journal of Structural Engineering*, 145(6), 04019044.
- [3] Yi, W. J., Zhou, Y., Hwang, H. J., Cheng, Z. J., & Hu, X. (2018). Cyclic loading test for circular reinforced concrete columns subjected to near-fault ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 112, 8-17.
- [4] Li VC (1992) Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: Swamy RN (ed) 4th International symposium on fiber reinforced concrete, Chapman and Hall, pp 12-30
- [5] Li VC (1992) Postcrack scaling relations for fiber reinforced cementitious composites. *J Mater CivEng* 4(1):41-57
- [6] Li VC, Leung CKY (1992) Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites. *J EngMech* 118(11):2246-2264
- [7] Li VC, Wu HC (1992) Conditions for pseudo strain-hardening in fiber reinforced brittle matrix composites. *J ApplMech Rev* 45(8):390-398
- [8] Li VC, Wang S, Wu C (2001) Tensile strain-hardening behavior of polyvinyl alcohol engineered cementitious composite (PVA-ECC). *ACI Mater J* 98(6):483-492.
- [9] Hosseini, F., Gencturk, B. (2015). Parametric Study of an Innovative Bridge Concept with Ecc and Cu-Al-Mn Sea Bars. Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Los Angeles, California
- [10] Al-Gemeel, A. N., & Zhuge, Y. (2019). Using textile reinforced engineered cementitious composite for concrete columns confinement. *Composite Structures*, 210, 695-706.
- [11] Gao, S., Zhao, X., Qiao, J., Guo, Y., & Hu, G. (2019). Study on the bonding properties of Engineered Cementitious Composites (ECC) and existing concrete exposed to high temperature. *Construction and Building Materials*, 196, 330-344.
- [12] Ge, W., Ashour, A. F., Cao, D., Lu, W., Gao, P., Yu, J., ... & Cai, C. (2019). Experimental study on flexural behavior of ECC-concrete composite beams reinforced with FRP bars. *Composite Structures*, 208, 454-465.
- [13] Deng, M., & Yang, S. (2018). Cyclic testing of unreinforced masonry walls retrofitted with engineered cementitious composites. *Construction and Building Materials*, 177, 395-408.

- [14] Pourfalah, S., Cotsovos, D. M., Suryanto, B., & Moatamedi, M. (2018). Out-of-plane behaviour of masonry specimens strengthened with ECC under impact loading. *Engineering Structures*, 173, 1002-1018.
- [15] Shanour, A. S., Said, M., Arafa, A. I., & Maher, A. (2018). Flexural performance of concrete beams containing engineered cementitious composites. *Construction and Building Materials*, 180, 23-34.
- [16] AL-Gemeel, A. N., & Zhuge, Y. (2018). Experimental investigation of textile reinforced engineered cementitious composite (ECC) for square concrete column confinement. *Construction and Building Materials*, 174, 594-602.
- [17] Ding, Y., Yu, K. Q., Yu, J. T., & Xu, S. L. (2018). Structural behaviors of ultra-high performance engineered cementitious composites (UHP-ECC) beams subjected to bending-experimental study. *Construction and Building Materials*, 177, 102-115.
- [18] Cai, J., Pan, J., & Lu, C. (2018). Mechanical behavior of ECC-encased CFST columns subjected to eccentric loading. *Engineering Structures*, 162, 22-28.
- [19] Yang, X., Gao, W. Y., Dai, J. G., Lu, Z. D., & Yu, K. Q. (2018). Flexural strengthening of RC beams with CFRP grid-reinforced ECC matrix. *Composite Structures*, 189, 9-26.
- [20] Zheng, Y., Zhang, L. F., & Xia, L. P. (2018). Investigation of the behaviour of flexible and ductile ECC link slab reinforced with FRP. *Construction and Building Materials*, 166, 694-711.
- [21] Deng, M., Zhang, Y., & Li, Q. (2018). Shear strengthening of RC short columns with ECC jacket: Cyclic behavior tests. *Engineering Structures*, 160, 535-545.
- [22] Ge, W. J., Ashour, A. F., Ji, X., Cai, C., & Cao, D. F. (2018). Flexural behavior of ECC-concrete composite beams reinforced with steel bars. *Construction and Building Materials*, 159, 175-188.
- [23] Georgiou, A. V., & Pantazopoulou, S. J. (2018). Flexural Capacity of Reinforced Strain-Hardening Cementitious Composite Beams: Experimental Results and Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 144(12), 04018214.
- [24] Singh, S. B., Patil, R., & Munjal, P. (2017). Study of flexural response of engineered cementitious composite faced masonry structures. *Engineering Structures*, 150, 786-802.
- [25] Kang, S. B., Tan, K. H., Zhou, X. H., & Yang, B. (2017). Influence of reinforcement ratio on tension stiffening of reinforced engineered cementitious composites. *Engineering Structures*, 141, 251-262.
- [26] Hung, C. C., & Chen, Y. S. (2016). Innovative ECC jacketing for retrofitting shear-deficient RC members. *Construction and building materials*, 111, 408-418.
- [27] Ebead, U., Shrestha, K. C., Afzal, M. S., El Refai, A., & Nanni, A. (2016). Effectiveness of fabric-reinforced cementitious matrix in strengthening reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, 21(2), 04016084.
- [28] Dehghani, A., Nateghi-Alahi, F., & Fischer, G. (2015). Engineered cementitious composites for strengthening masonry infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 105, 197-208.
- [29] Gencturk, B., & Hosseini, F. (2015). Evaluation of reinforced concrete and reinforced engineered cementitious composite (ECC) members and structures using small-scale testing. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 42(3), 164-177.
- [30] Varela, S., & Saiidi, M. (2014). Dynamic performance of novel bridge columns with superelastic CuAlMn shape memory alloy and ECC. *International journal of bridge engineering*, 2(3), 29-58.
- [31] Fukuyama, H. (2000). Structural performance of engineered cementitious composite elements. composite and hybrid structures. In *Proceedings of 6th ASCCS Conference* (pp. 969-976). ASCCS-6 Secretariat.
- [32] Parra-Montesinos, G., & Wight, J. K. (2000). Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections. *Journal of structural engineering*, 126(10), 1113-1121.
- [33] Fischer, G., & Li, V. C. (2002). Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel-reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions. *Structural Journal*, 99(6), 781-790.
- [34] Kim, Y. Y., Fischer, G., & Li, V. C. (2004). Performance of bridge deck link slabs designed with ductile engineered cementitious composite. *Structural Journal*, 101(6), 792-801.
- [35] Kesner, K., & Billington, S. L. (2005). Investigation of infill panels made from engineered cementitious composites for seismic strengthening and retrofit. *Journal of Structural Engineering*, 131(11), 1712-1720.
- [36] Li, V. C. (2008). Engineered cementitious composites (ECC) material, structural, and durability performance.
- [37] Akkari, A. (2011). Evaluation of a polyvinyl alcohol fiber reinforced engineered cementitious composite for a thin-bonded pavement overlay (No. MN/RC 2011-11). Minnesota Department of Transportation, Research Services Section.
- [38] Yuan, F., Pan, J., Xu, Z. et al. (2013). A comparison of engineered cementitious composites versus normal concrete in beam-column joints under reversed cyclic loading. *Material Structure* 46, 145-159 :(<https://doi.org/10.1617/s11527-012-9890-6>)
- [40] American Concrete Institute. Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads. ACI 374.2R-13, 2013.

- [41] ASCE41-13(2012), American society of civil engineers, Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings
- [42] Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- [43] Kowalsky, M. J. (2000). Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, 126(8), 869-878.
- [44] Berry, M. P., & Eberhard, M. O. (2005). Practical performance model for bar buckling. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1060-1070.
- [45] Mortezaei, A. (2013). Plastic hinge length of RC columns considering soil-structure interaction. *Earthquakes and Structures*, 5(6), 679-702.
- [46] Mortezaei, A. (2014). Plastic hinge length of RC columns under the combined effect of near-fault vertical and horizontal ground motions. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 58(3), 2
- [47] Shao, Yi & Billington, Sarah. (2020). Flexural performance of steel-reinforced engineered cementitious composites with different reinforcing ratios and steel types. *Construction and Building Materials*. 231. 117159. 10.1016/j.conbuildmat.2019.11715